

(40) 鉄骨部材と PCa 部材から成るハイブリッド階段の開発

Development of hybrid stairs composed steel and pre-casted concrete members

望月 満伸*, 深沢 協三**, 立花 正彦***

Mitsunobu Mochizuki, Kyoza Fukazawa, Masahiko Tachibana

*工修、東鉄工業株式会社、建築本部 建築エンジニアリング部 (〒162-8427 東京都新宿区市谷砂土原町 2-7)

**工博、(社)日本建設業経営協会中央技術研究所 (〒136-0075 東京都江東区新砂 1-6-35)

***工博、東京電機大学教授、工学部建築学科 (〒101-8457 東京都千代田区神田錦町 2-2)

The hybrid stairs system which consist of steel frame and pre-casted concrete members are developed. This stairs system does not need the concrete placing in the building site because all members of stair are manufactured in the factory previously. In this report, it is shown about an outline the hybrid stairs system and the way of execution are described first. The earthquake response behavior of the stairs system cling in the building is analyzed. As a result, it becomes clear that the stairs system is forced to horizontal deformation from the building. So the horizontal loading tests of hybrid stairs system are carried out in order to confirm the horizontal deformation capacity. It can confirm that stairs system has about $R=1/30\text{rad.}$ deformation capacity by this loading tests.

1. はじめに

建築物に附属する屋外階段は、建築基準法施行令第12条の2により「木造以外」と定められており、その構造は従来現場打ち RC 構造か鉄骨構造が主である。最近、従来の純鉄骨階段から段板等の一部分をプレキャストコンクリート部材(以下 PCa)に替えた階段が開発され、既に多くの建物で採用されている。この新しいタイプの階段では、部材の多くが工場で製作され現場では組立と建て方だけで済むため、現場打ち RC 造階段に比べて省力化及び工期短縮が可能で、コスト低減を図れる。また、段板に PCa 部材を用いることにより、純鉄骨階段で問題となる階段昇降に伴う騒音(足音)を大幅に減らすことが出来る。さらに、建物構造躯体に先だって階段を建てることも可能であり、屋外階段を工事中的仮設階段として利用できるメリットもある。

筆者等は、上記の考え方をさらに進め段板及び踊り場をオール PCa 部材とし、全ての部材を工場で製作して(柱及びササラ桁は鉄骨造)、階段施工時に現場でのコンクリート打設を一切無くした階段システムを開発した。本報では階段システムの概要及び建物に附属する本屋外階段の地震応答性状並びに構造性能確認のために行った実験結果について報告する。最初に階段の構造及び施工法概要について示す。続いて、建物と本屋外階段を連成させた解析モデルによる地震応答結果について示す。最後に、本屋外階段1層分を取り出した実大モデルによる水平加力実験結果について示す。

2. 階段の概要及び施工方法

2.1 構造概要

本階段システムは、図1に示すように4本の溶融亜鉛メッキされた H 形鋼柱、鋼板のササラ桁及び PCa の踊り場・段板より構成される。PCa 踊り場の片側には梁が設けてあり、梁部分と H 型鋼柱をハイテンションボルト・4-M16(以下 H.T.B と略)で接合することにより踊り場が固定される。Pca

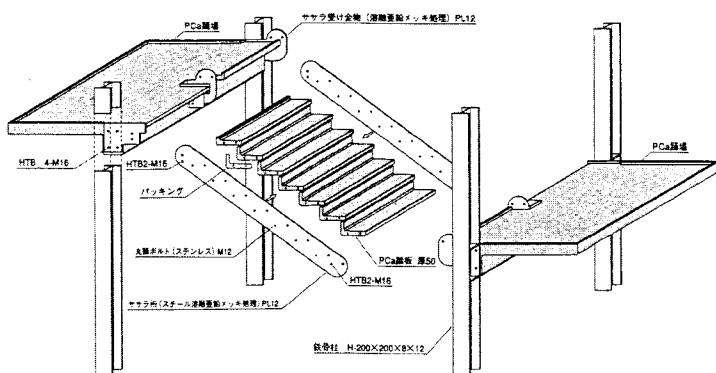


図1 階段概要

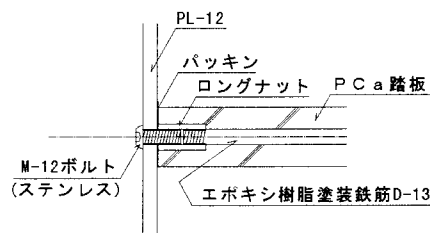


図2 ササラ桁一段板接合部

段板はL型の形状で主筋として2-D13が配筋されている。各段板は段板左右のササrah桁にステンレスボルト(M12)4本にて固定される。なお、ササrah桁と段板の間には施工誤差を逃がし、なおかつササrah桁と段板間の止水のため(段板上面の雨水が接合面を通して段板下面へ雨垂れとなつて下に落ちるため)厚さ2mmのフォーム材を挟み込んでいる。

各PCa段板を取り付けられたササrah桁はPCa踊り場梁部分の両端に打ち込まれたササrah桁取り付け用のプレートにH.T.B(4-M16)にて接合される。PCa踊り場の梁とH型鋼柱及びPCa段板とササrah桁との間のボルト接合は、図2に示すとおり主筋端部をネジ加工してロングナットを取り付けてボルトを締め付ける。

踊り場はスラブ部分が平均厚100mmでD10シングル配筋(主筋@100、配力筋@200)である。梁は $B \times D = 250 \times 300$ mmで、主筋は上・下とも2-D16せん断補強筋はD10@100である。ササrah取り付け用プレートが4本のスタッドを介してコンクリート打設時に梁の両端部に打ち込まれる。また、梁主筋端部は4本とも端部にネジ加工を施しロングナットを取り付けられた状態で梁内に打ち込まれる。

段板は踏み面と蹴上げ部分の立ち上がりが一体となったL型の形状で、踏み面部分の板厚50mmである。主筋は2-D13で端部にネジ加工を施しロングナットを取り付けられた状態で段板内に打ち込まれる。また、ひび割れ防止のため $\phi 4$ のワイヤーメッシュ筋を配筋する。また、踊り場及び段板に用いるコンクリート強度は $F_c = 24 \text{ N/mm}^2$ 以上である。H形鋼柱にはH-200 $\times$ 200 $\times$ 8 $\times$ 12(SS400)を用いる。柱脚

部はアンカーボルト(4- $\phi 16$)で緊結される。ササrah桁はプレート($t=12\text{mm}$ ・SS400)を用い梁せいはいは250mmを標準とする。ササrah桁両端部は半円の形状とし、ササrah桁及び段板取り付けボルト孔が予め孔開け加工される。

本階段システムでは、PCa部材の種類を2種類に抑えるため、階段の幅は900mmと1200mmを標準としている。また、建物各階の階高への対応は階段の段数と蹴上げ高さの組み合わせにより対応する(建物に合わせてササrah桁の長さ及び段板取り付けのボルト位置を調整する)。

耐久性を向上させるため、鉄骨部材は亜鉛メッキを施し、H.T.Bには亜鉛メッキ済みの製品を使用する。さらに、かぶり厚さがとりにくい段板の主筋にはエポキシ樹脂塗装を施したものを使用する。

また、本階段は建物に対して直交方向にも平行な方向にも取り付けることが可能である。

2.2 施工方法概要

本階段は三層を一節として組み立て・建て方を行う。その組立及び建て方の手順は以下の通りである。

- (1)柱・踊り場の地組: 地組用架台に柱をセットし、踊り場を柱にH.T.Bで接合する。踊り場と柱の矩手を調整した後、トルクレンチを用いてH.T.Bの本締めを行う。さらに踊り場に手すりを取り付ける(写真1)。
- (2)ササrah桁・段板の地組: ササrah桁(2本)間に段板をつり込み、ボルトにて接合して梯子状に組み立てる(写真2)。
- (3)柱建て方: 地組された柱・踊り場をクレーンにより建て入れ(写真3)。

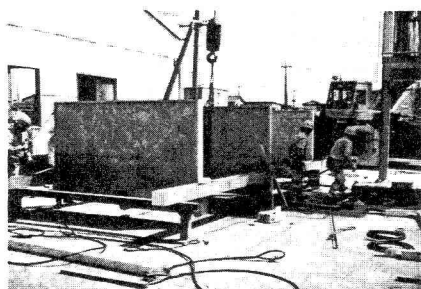


写真1 柱・踊り場地組

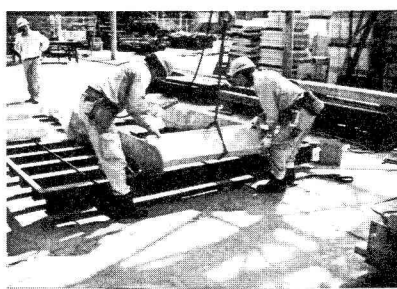


写真2 ササrah桁・段板地組

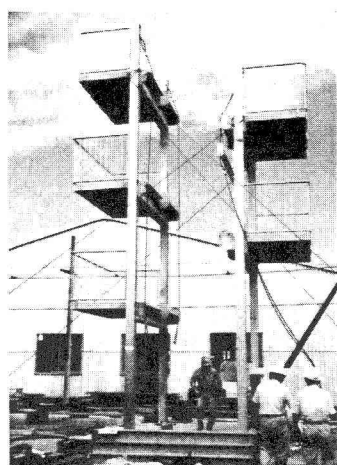
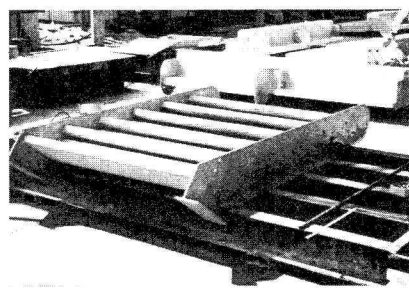


写真3 柱建て方

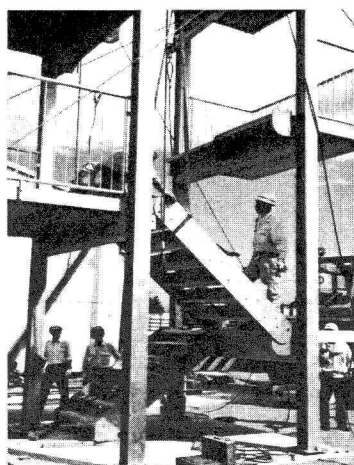


写真4 ササrah桁取付

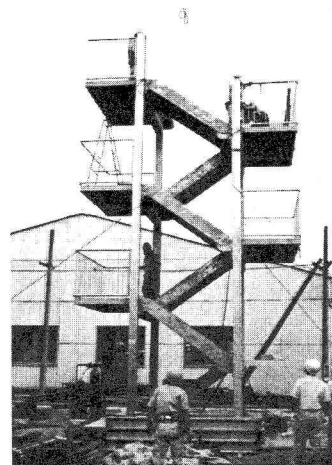


写真5 建て入れ調整

(4)ササrah取り付け:地上で一体化されたササrah・段板を、先に建て入れられた柱スパン内にクレーンで吊り込み、踊り場に予め打ち込んであるササrah取り付けプレートとササrahをH.T.Bにより仮止め(写真4)。

(5)建て入れ調整・本締め:控えのワイヤーにより柱の建て入れの調整を行う。調整完了後、ササrah取り付け部のH.T.Bの本締めをトルクレンチを用いて行う。一節分(三層分)の施工に要する標準的な時間は、準備に1時間、地組に2時間、建て方・調整・本締めに5時間であり、約1日で施工が完了する。一節分が完成した状況を写真5に示す。

3. 屋外階段の地震応答解析

建物に附属する屋外階段について、地震時の挙動を検討する目的で建物本体と屋外階段を連成させた解析モデルにより地震応答解析を行った。以下に、解析方法及び結果を示す。

3.1 解析計画

(1)解析対象建物・階段:解析対象建物の概要を表1、解析対象建物の基準階平面図及び軸組図を図3,4に示す。また、同図に本階段の配置位置を示す。

建物は、地上14階の鉄骨鉄筋コンクリート造で用途は集合住宅である。図3に示すとおり基準階平面は、X(桁行き)方向5スパン(34.2m)、Y(張間)方向1スパン(10.3m)の長方形の形状を有する。図4に示すとおり11~12階ではX方向の1スパン、13~14階ではさらに1スパン分セットバックをしている。建物本体の1次固有周期は0.78秒(略算値)、1次設計時の層間変形角の平均値は1/961(rad)である。階高は基準階を2.90~2.80mとし、1階のみ3.05mとしている(建築高さ39.99m)。建物の構造形式は、X方向で純ラーメン構造(1階のみ1部耐震壁を有する)、Y方向耐震壁構造である。

図3に示すように階段の取り付け方向は建物に対して直交する向きとしている。これは、昇降部の面内剛性の影響が大きく、かつ階段の応答が増幅すると予想されるためである。階段の建物に対しての重量比は1/106倍(61.6/6570.4)となっている。

解析方向は建物の桁行き方向とし、建物と階段との接合部分は解析上剛に接合され十分なせん断耐力を有すると仮定する。

(2)解析モデル:解析モデルは図5に示すように、建物と階段とをそれぞれ別々に剛性評価し、両者を昇降部の面内剛性に相当するせん断バネで連結したモデルである。建物本体は1層1質点の等価せん断バネモデル、階段部分は平面フレームモデルに置換する。建物と階段はせん断バネで結合されている。また、建物本体の変形自由度は図中のX方向のみである。

建物本体の等価せん断バネは、平面フレームの静的弾塑性解析(荷重増分法)により各層の荷重~変形曲線を求め、Tri-Linearのスケルトンカーブに置換する。また、履歴則は武田モデルである。

階段を支えるフレーム部分は図5中に示すように外側フレームのみを解析対象とし(建物側フレームは踊り場スラブを介して建物に剛につながれているため)、この部分を平面フレームを用いてモデル化する。鉄骨柱及びPCa梁を梁要素

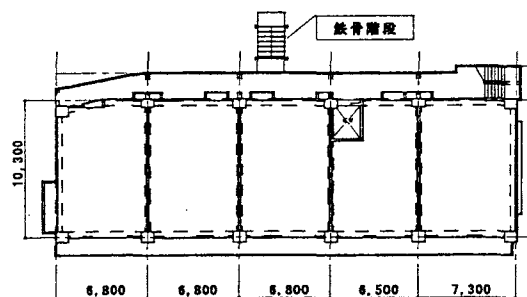


図3 解析対象建物平面図

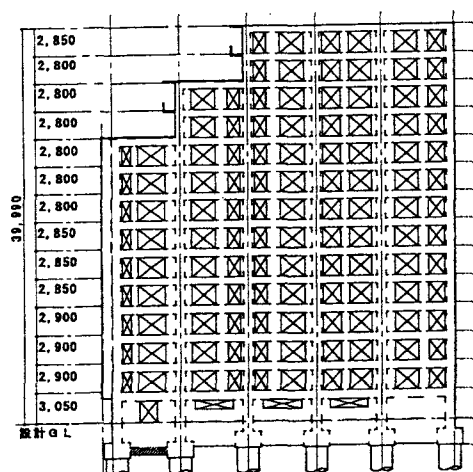


図4 解析対象建物軸組図

表1 解析対象建物

建物高さ	39.99m
構造種別	SRC 造ラーメン方向
1次固有周期	0.78sec
平均層間変形角	1/961rad
剛性率(最大)	3.38
建物の全重量	6570.4(t)*
階段の全重量	61.6(t)*

表2 入力地震動

地震波形	入力レベル		
	25kine	50kine	75kine
EL-centro 1940 NS	255.0	510.0	766.0
Taft 1952 EW	238.0	476.0	715.0
Hachinohe 1968 NS	165.0	330.0	495.0
神戸 JMA NS	225.0	451.0	818.0*

*:神戸 JMA NSは原波(90.6kine)

でモデル化し、柱部材は軸方向、曲げせん断変形(何れも弾性)を考慮し、梁部材は曲げ(弾塑性)・せん断(弾性)を考慮する。PCa梁部材は梁両端部に剛塑性バネを取り付けた材端バネモデルにより弾塑性挙動をモデル化する。フレーム部はスパンに比べ高さが高いので、柱部材の軸変形によるフレーム全体の曲げ変形を考慮している。柱梁接合部は剛接合とし、パネルのせん断変形は考慮しない。また、剛域を各部材のフェース位置まで採っている。建物本体と階段部分を結合するバネの配置は、実際の建物と同様に建物FLレベルから階高の1/2にある踊り場に向けて掛けられ、その踊り場からさらに1FL分降った建物に向けて掛けられている。建物本体及び階段は基礎固定とする。減衰は初期剛性比例型とし1次に対し $\eta=3\%$ とする。

建物と階段を結合するバネ(昇降部)の履歴特性を図6に示す。図中の点線は水平加力実験¹⁾の実験結果、実線は本解析のモデルを示す。解析モデルは、水平加力実験結果を基に、第1折点から剛性が上昇し、第2折点以降で降伏する様にモデル化する。また、履歴則は逆行型とする。

3.2 解析結果

(1) 固有値解析: 建物単体と建物と階段を連成解析した場合の3次モードまでの固有周期・モード図を図7に示す。固有周期は1次が建物単体では0.781(s)、連成系では0.784(s)とほぼ一致する。2次は建物単体では0.299(s)連成系では0.408(s)、3次は建物単体では0.189(s)連成系では

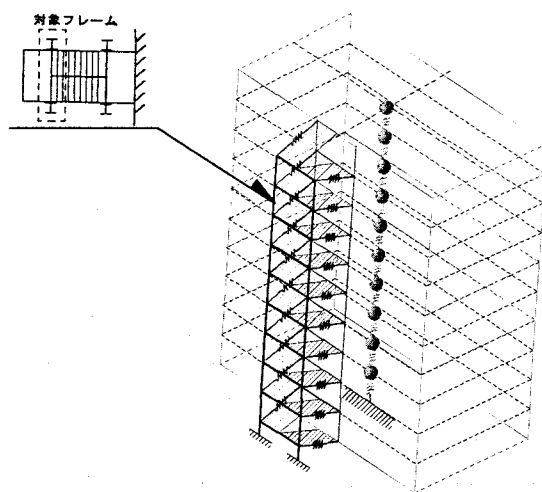


図5 解析モデル

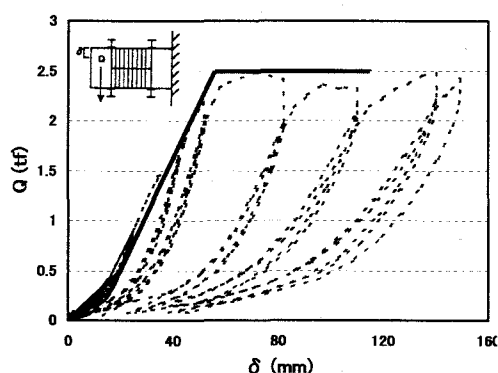
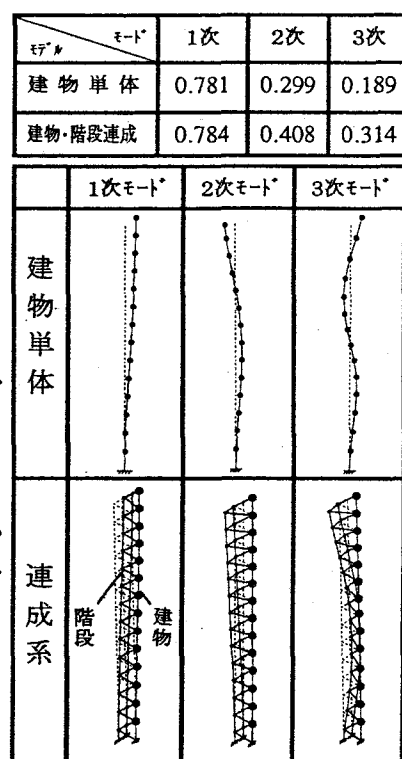


図6 復元力特性(昇降部)

0.314(s)で2次・3次ともに連成系の周期が長い。モード図を比較すると1次モードは建物本体1次が卓越し、階段は建物本体に追従するモードであることがわかる。連成系2次・3次モードでは建物本体の変形はほとんどなく階段のみが変形するモードになっている。連成系2次は階段単体の1次、連成系の3次は階段単体の2次モードが卓越する。

(2) 応答解析: 各レベルの建物本体の層間変形を図8a)~c)、層せん断力係数を図9a)~c)、建物の層塑性率を図10a)~b)に示す。建物の層間変形角は中間階で応答が大きく、25kine 入力時には最大で1/290rad、50kine 入力時に1/125rad、75kine 入力時には1/66rad 程度である。層せん断力係数は、25kine 入力時には1階で0.15、最上階で0.4程度、50kine、75kine 入力には1階で0.2、最上階で0.5程度である。建物の塑性率は25kine 入力時には層降伏はなく、50kine、75kine で層降伏に至る。塑性率は75kine 入力時で神戸JMAを除くと3以内におさまる。

50、75kine 入力時の建物本体と階段の相対変位の比較を図11に示す(入力レベル毎に最大値を示した波形一波に対してプロット)。建物と階段の変形を比較すると全体的には各レベル、各地震波でも階段の変形は概ね建物に沿うように変形している。ただし建物上層及び下層部では階段の変形が増幅する傾向が見られる。また図12に神戸JMA 原波入力時の最上階における建物本体と階段の相対変位の応答波形の比較を示す。建物本体と階段とはほぼ同じ波形を示し、ピーク時に階段側の変位が若干増幅することがわかる。これらから、階段の変形は建物層変形に伴う強制変形が支配的といえる。



※刺激係数は乗じていない

図7 固有値解析結果

(3)階段の損傷度:入力レベル毎に階段を支えるフレーム部分のひび割れ(梁部材)・ヒンジ発生状況を図13に示す(各入力レベルの最大応答値についてプロット)。梁部材は25kine 入力時には降伏する部材は無いが、14本の梁のうち10本の梁で両端にひび割れが生じている。50kine 入力時には梁に降伏が生じる(14本中6本の両端が降伏)、75kine 入力時には降伏する梁部材が増え、10本の梁の両端が降伏している。また、梁部材の塑性率の最大値は50

kine では1.55、75kine では3.3であり、一般的なRC 部材の変形能力以内におさまっていると考えられる。階段と建物を結ぶせん断バネ(階段昇降部)の神戸JMA原波入力時の荷重～変形関係を図14に示す。同図中の○は最大応答値を示す。せん断バネは第1折れ点(剛性上昇点)は超えるが、第2折れ点(降伏耐力の相当)以内である。応答変位を水平加力実験結果¹⁾と比較すると、段板の立ち上がり部の一部に圧壊は生じるが、全体としては構造体の健全性は失われない範囲である。

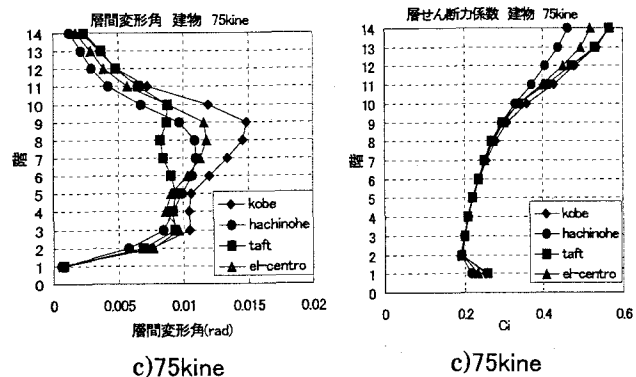
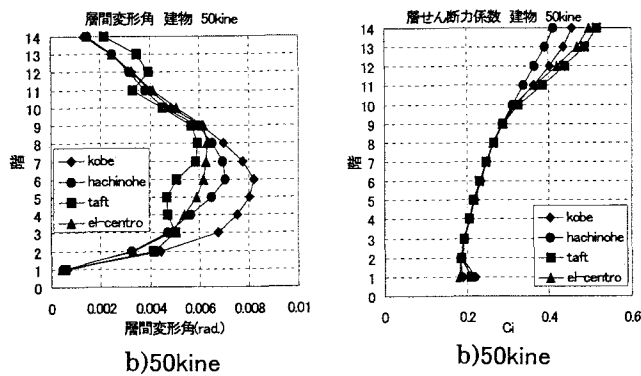
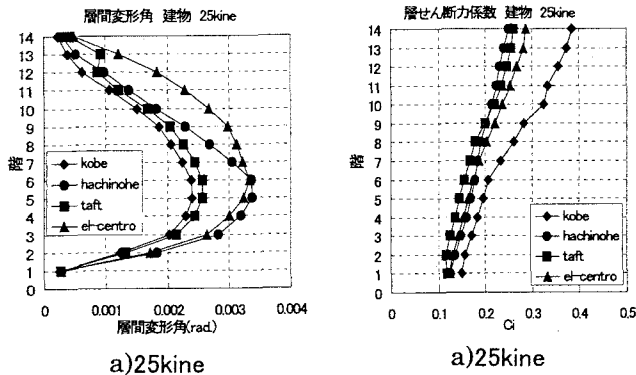


図8 層間変形角

図9 層せん断力係数

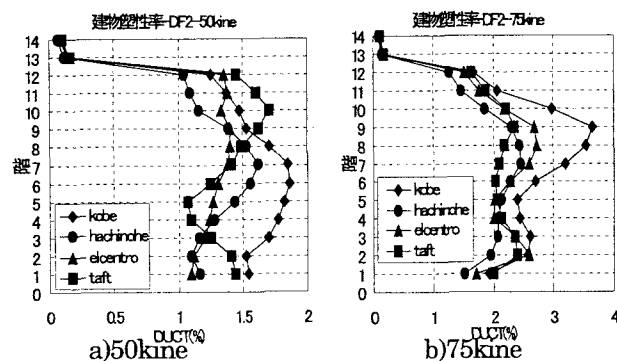


図10 塑性率

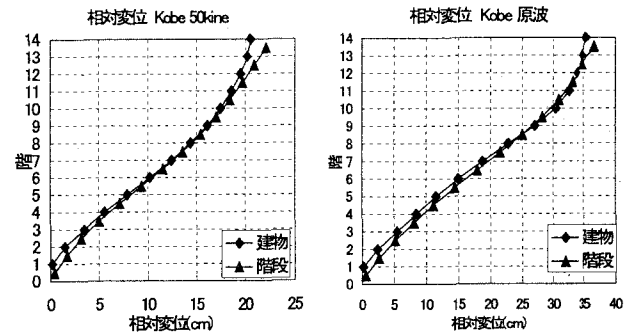


図11 基礎からの相対変位

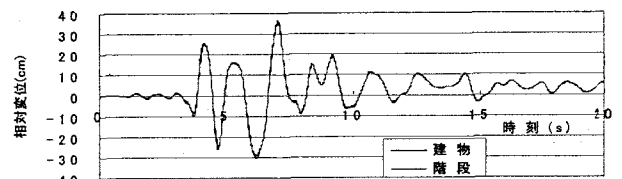


図12 建物-階段間の相対変位

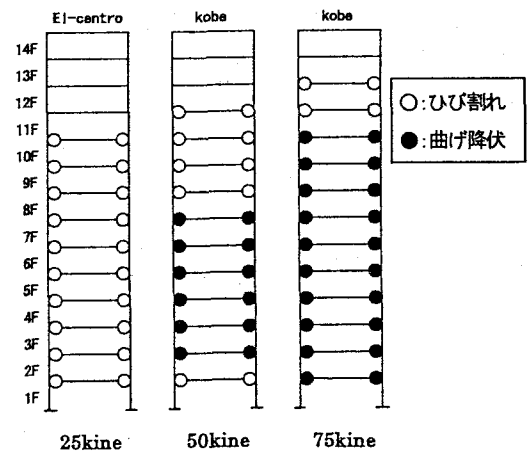


図13 階段ヒンジ発生状況

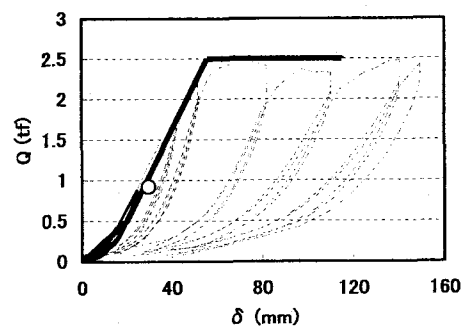


図14 昇降部荷重-変位関係

4. 実大フレーム加力実験

先述のように建物一階段を連成させた地震応答解析結果から、階段は建物本体に生じる層間変形を強制されることが明らかとなった。本実験では、踊り場をはさんだ1層分を取り出した実大フレームに水平加力を行い、階段フレーム部の変形能力を確認する。また、本階段は踊り場部分がスラブと梁が一体となった Pca 造であり、跳ね出しスラブは鉛直力に対して梁のねじれ抵抗により支持されている。地震力下で梁にひび割れあるいは降伏といった損傷が生じた場合、梁のねじれに対する抵抗が充分であるかについても実験により確認する。

4.1 実験計画

(1) 試験体計画: 試験体の形状及び寸法を図15に示す。試験体は実大フレームから、踊り場をはさんで上層及び下層の柱の反曲点位置までの(1/2層+1/2層)分を取り出したものである。梁は実物同様踊り場の跳ね出しスラブ付きとする。柱は H-200×200×8×12 で材質は SS400 である。踊り場(Pca 造)は、梁部分が B×D=250×350 でコンクリート強度は $F_c=35\text{N/mm}^2$ 、主筋は 2-D16(SD295A)、せん断補筋は D10@100(SD295A) である。スラブ厚は水下側で 100mm である。柱と梁は H.T.B(亜鉛メッキ)4-M16 による摩擦接合される(ナットはボルトとセットとなる高ナットで、Pca 梁中に打ち込まれる)。表3に使用した材料の材質及び強度を示す。なお、踊り場 Pca 部材はコンクリート打設に2バッチ分が必要で、1試験体当たり2つの強度のコンクリートからなる。

表3 使用材料

[コンクリート]

バッチ	$\sigma_B(\text{N/mm}^2)$
1	49.8
2	48.9

[鋼材及び主筋]

部位	材質	$\sigma_y(\text{N/mm}^2)$	$\sigma_u(\text{N/mm}^2)$
柱	SS400	330	440
取付プレート	SS400	293	432
主筋 (D16 溶融亜鉛メッキ)	SD295A (SD295A)	349 (351)	521 (452)

σ_y : 降伏強度 σ_u : 引張強度

主筋 () 内はネジ加工鉄筋素材試験結果

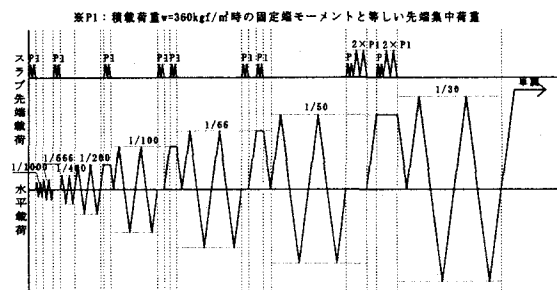


図17 载荷プログラム

(2) 実験方法: 加力装置を図16に示す。上層側の柱端部(柱の反曲点に相当する位置)をピン支持(X,Y,Z3軸回りともピン)し、下層側柱端部位置に水平変形を加える。下層側は柱端部が X,Y,Z3軸回りともピン支持で、そのユニバーサルピンを水平1方向(载荷方向)及び鉛直方向のみ自由に變形できる加力梁により支持する。試験体全体では加力直交方向の並進及び3軸回転変形が拘束(図16中に示すように、2列のリニアスライダによりスライダのレールの向きの変形のみが自由となる治具を、加力方向に2台、鉛直方向に2台配置することにより試験体全体の载荷直交方向変位及び回転を拘束)されている(载荷方向の平面内で

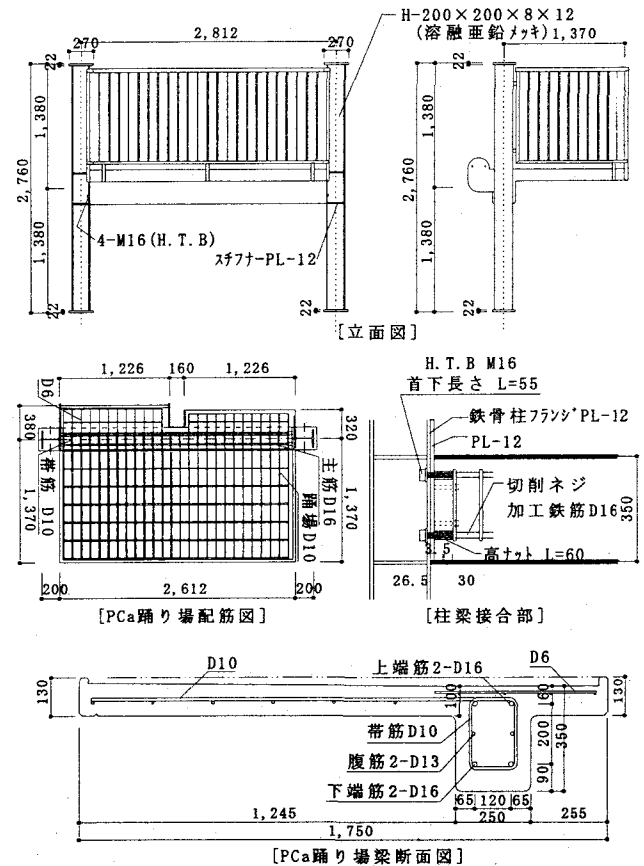


図15 試験体形状及び寸法

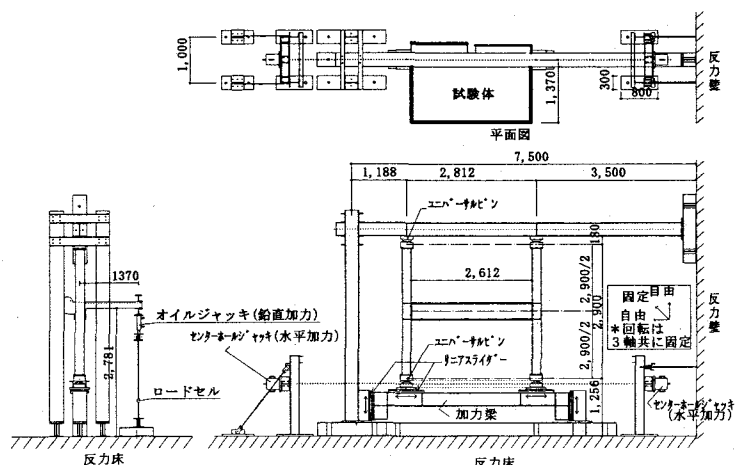


図16 加力装置

考えると建研式加力に相当)。従って、試験体全体は加力方向の平面内ではせん断変形のみとなっており、試験体全体曲げ変形を生じない。また、跳ね出しスラブによるねじれモーメントに対しては、上層側では加力フレームにより、下層階側では加力直交方向の変位を拘束する治具により反力をとっている。

载荷は変位制御による正負繰り返し载荷で、载荷プログラムを図17に示す。層間変形角 $R=1/1000 \sim 1/30$ の変位制御とする。各サイクルの繰り返し回数は2回とする。損傷を受けた梁(及び接合部)のねじれ抵抗(跳ね出しスラブの固定度)について検討するため、水平力载荷前、 $R=1/666$ 、 $R=1/200$ 、 $1/100$ 、 $1/66$ 、 $1/50$ の载荷サイクル終了後にスラブ先端に積载荷重 $W=360\text{kg}/\text{m}^2$ 相当($R=1/50$ の载荷サイクルでは $360\text{kg}/\text{m}^2$ の2倍まで载荷)の集中荷重(固定端モーメントが等しくなる)を载荷する。

4.2 実験結果及び考察

(1)破壊状況:最終破壊状況を図18及び写真6に示す。スラブ先端鉛直加力では、水平力载荷前に行った鉛直载荷でスラブ上面でスラブと梁の接合位置でスラブの曲げひび割れが発生した($P_v=648\text{kgf}$)。 $R=1/100$ と $R=1/66$ の载荷サイクル終了後に行った鉛直载荷に伴いスラブ右側でスラブ曲げひび割れの進展が見られた。 $R=1/50$ の加力サイクル後、鉛直荷重をそれまでの2倍まで载荷すると、スラブの曲げひび割れは中央部まで進展し、梁との際ではほぼ一直線上に曲げひび割れが繋がった。

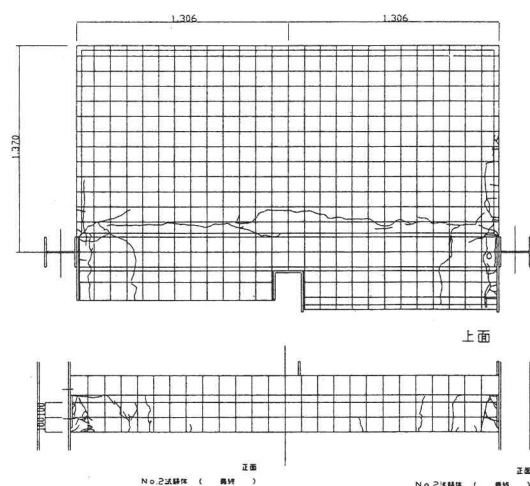


図18 最終ひび割れ図

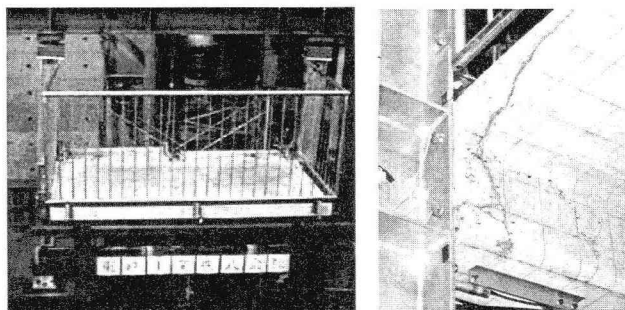


写真6 最終破壊状況

水平加力では、 $R=1/666$ 所定時に梁下端側(梁端部から約20cmの箇所)に曲げひび割れが確認された。 $R=1/200$ 所定時には、梁端部位置で主筋に沿ったひび割れが確認された。 $R=1/100$ からは柱フランジの板曲げ、梁端部(取付プレート)と柱フランジの離間が顕著になり始める。 $R=1/66$ 付近では、梁端部から約8cmの位置(高ナット及び取付プレートのスタッドの端部付近)で曲げひび割れが生じる(写真6)。以降はこの位置の曲げひびひび割れのみが開くようになり($R=1/50$ 所定時のひび割れ幅は3.5mm)、梁部材の他のひび割れはほとんど進展しなくなる。

$R=1/35$ 付近で、突然大きな音が発生し、それとともに大きな耐力低下を生じる。更に加力続けると $R=1/30$ 所定に達するまで、数回の同じような音が発生し、その度に耐力低下を生じる。 $R=1/30$ 以降正側 $R=1/25$ 、負側 $R=1/18$ まで载荷を行ったが、踊り場Pca部材が柱から脱落することは無かった。

さらに、水平加力終了後スラブ先端に建築基準法で定める積载荷重の2倍に相当する鉛直力を载荷したが、スラブが落下することは無かった。なお、実験終了後試験体を解体したところ、梁主筋端部のネジ加工部でネジ山が破損していた。これが $R=1/35$ 付近の音の発生・耐力低下の原因と考えられる。

また、踊り場部分に取り付けた手摺りも実験終了まで脱落、接合部の破損が生じることは無かった。

(2)履歴特性(水平加力実験):荷重～変形曲線を図19に示す。 $R=1/200$ までは弾性的な挙動を示し、曲げひび割れの発生に伴う剛性低下はほとんど見受けられなかった。 $R=1/200 \sim 1/100$ にかけてはひび割れの進展に伴い若干の剛性低下を生じる。 $R=1/66$ の载荷サイクル途中で主筋が

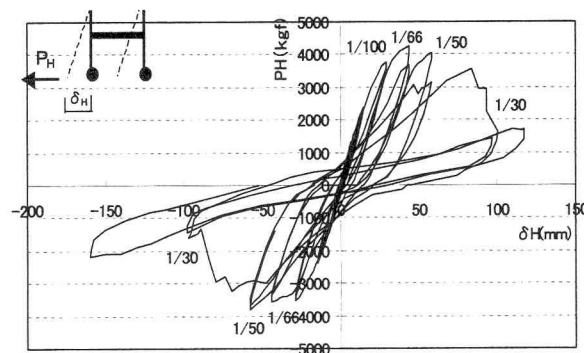
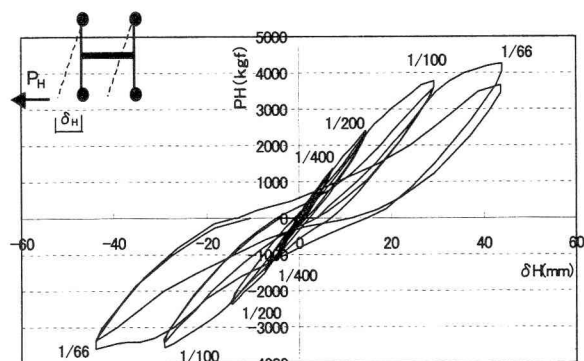


図19 水平加力実験・荷重-変形曲線

降伏に達し、それに伴い剛性が低下する。 $R=1/66$ の所定変形時に梁端部から約8cmの位置での曲げひび割れ幅が急増したため剛性が低下する。これにより、正加力側では $R=1/66$ に続く $R=1/50$ の荷重サイクルでは所定変形時の耐力は $R=1/66$ 所定時の耐力に達しなかった。 $R=1/30$ の加力サイクルでは、第1サイクル目の正負両側で音の発生を伴う耐力低下が所定変形に達するまで続き、この間に正側では耐力が35.55tfから29.42tfまで低下した。 $R=1/30$ 第2サイクル目以降は第1サイクル目のような耐力低下の発生は無くなり、低い耐力で瘦せたループ形状を示した。なお、最大耐力は $R=1/66$ 時に4.3tfであった。

(3)履歴特性(踊り場スラブ鉛直加力実験):スラブ先端への鉛直荷重～スラブ先端の変形曲線を図20に示す。踊り場Pca部材のひび割れの少ない $R=1/200$ 荷重終了後鉛直荷重までは荷重～変形関係は弾性的な傾向を示す。 $R=1/100$ 以降は鉛直荷重の第1サイクル目に荷重の途中400kgfを越える付近から剛性低下が発生する。水平加力終了後の鉛直荷重では剛性は初期状態から比べれば相当低下するが、 $w=360\text{kgf/m}^2 \times 2$ 倍相当の鉛直荷重を作用させても荷重支持能力を失うことはなかった。なお、同図中に示すように水平加力及びそれに引き続く鉛直荷重によりスラブ先端の残留変形が顕著になり、 $R=1/50$ 終了時の残留変形は24.8mmに達する。

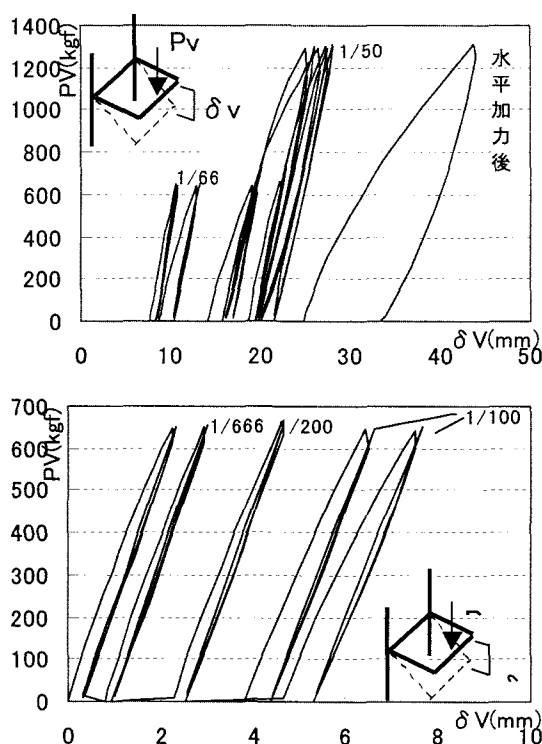


図20 鉛直加力実験・荷重-変形曲線

5. まとめ

柱及びササラ桁を鉄骨造、段板及び踊り場をオール PCa 部材とすることにより、全部材を工場製作としなおかつ現場施工時に現場でのコンクリート打設を一切無くした階段システムを開発した。本階段について建物と階段とを連成したモデルで地震応答解析及び実大モデルによる水平加力実験を行い以下の結果を得た。

- 1)階段の変位は建物からの強制変形が支配的である。
- 2)階段を支えるフレーム梁部材の塑性率は 75kine レベルに対しても 3.3 で部材の変形能力以内と考えられる
- 3) $R=1/35$ 付近において踊り場 Pca 梁主筋の端部ネジ部のネジ山破断より大幅な耐力低下を来す。ネジ山破断による耐力低下以降も水平加力を続けたが、踊り場 Pca 部材が柱から脱落・落下することは無かった。
- 4)踊り場の跳ね出しスラブは、梁の損傷により固定度の低下は見られる。しかし、水平加力終了後にスラブ先端に建築基準法で定める積載荷重の2倍に相当する鉛直力を載荷したが、スラブが落下することは無かった。

以上より、本階段は地震時に建物から強制変形を受けても十分な変形追従能力があるものと判断される。

【謝辞】

本研究は(社)日本建設業経営協会中央技術研究所内に設置された「ハイブリッドステア構造安全性検討委員会(委員長:山崎裕横浜国立大学教授)」の指導のもと行われたものである。ここに関係各位に謝意を表する。

【参考文献】

- 1) 深澤協三、関一武、斎藤博、豊永雅之、武笠裕一、但田真二、立花正彦:「鉄骨とPCa部材から成るハイブリッド構造階段の開発」、日本建築学会技術報告集 第9号、1999